

Une méthode d'analyse de la vulnérabilité du bâti existant à l'aide d'enregistrements de vibrations in situ pour les régions à sismicité modérée

Clotaire Michel*, Pierino Lestuzzi*, Philippe Guéguen**

**Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL/ENAC/IMAC Station 18 CH-1015 Lausanne*

***Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique LGIT LCPC-CNRS-UJF Grenoble Maison des Géosciences F-38041 Grenoble Cedex*

Publié initialement dans les actes des VIII^e rencontres Archéologie Pathologie Sismicité (APS), Manosque, Décembre 2008, parus en 2016.

Résumé

Several projects in Switzerland (Insurance foundation, COGEAR) aim at defining the seismic vulnerability of the Swiss building stock, especially masonry buildings. The small city of Visp in Valais Canton, the most seismic area in the country, is the target of a particular assessment. It has been stroke by several damaging earthquakes in history, especially the 1855 Intensity VIII earthquake. Several buildings of the city centre were seriously damaged. The tower of the current courthouse, a typical middle-class house of the XVIIth century collapsed during this earthquake and has been recently rebuilt in concrete block masonry. In order to better constrain the dynamic behaviour and therefore the seismic vulnerability of this building, ambient vibrations recordings have been performed in that irregular building. Even if it is on the overall very stiff, the displacement demand on the flexible tower is very large. Therefore, its vulnerability is much greater than the building without tower. Compared to the current design codes, its compliance coefficient is very low. The same scenario as 1855 is therefore probable.

Introduction

La France comme la Suisse est un pays à sismicité qualifiée de modérée, pour lesquels on recense néanmoins des séismes destructeurs dans l'histoire. Ainsi, selon les dernières études d'aléa française et suisse, une partie de la zone de plus fort aléa de ces deux pays s'étend du Dauphiné au Valais, avec une accélération au sol attendue de 1.6 m/s^2 pour une période de retour de 475 ans. En outre, ces vallées alpines se caractérisent par des remplissages sédimentaires à l'origine d'amplifications du mouvement sismique (effets de site). Dans ces vallées, les enjeux humains se sont accrus notablement depuis la seconde moitié du XX^e siècle. L'urbanisation s'est développée vers les zones de mauvais sol où l'aléa est le plus fort. La reproduction de séismes passés comme celui de Viège (Valais) en 1855 aurait donc des conséquences encore plus désastreuses. Néanmoins, l'évaluation de ce risque sismique nécessite la connaissance de la vulnérabilité du bâti existant. Une grande partie est constituée de

bâtiments en maçonnerie (pierre ou brique) pour lesquels on dispose de peu d'informations sur leur structure, les caractéristiques des matériaux ou encore leur état d'endommagement a priori. Il est alors difficile d'utiliser les calculs classiques d'ingénierie qui ont été élaborés pour du bâti neuf.

C'est pourquoi l'utilisation d'enregistrements in situ de vibrations ambiantes peut apporter une aide décisive à l'analyse de la vulnérabilité du bâti existant. Ces enregistrements renseignent sur le comportement dynamique réel des structures sous faibles sollicitations. Ils donnent les caractéristiques modales de la structure (fréquences de résonance, amortissements et déformées modales) qui conditionnent sa réponse à une sollicitation dynamique. La difficulté de cette approche réside dans les non-linéarités qui affectent ces paramètres lorsque l'amplitude des vibrations augmente. Ces variations ont été quantifiées et modélisée à partir d'essais en laboratoire et d'enregistrements de mouvements forts dans des structures de manière à reproduire au mieux la réponse de structures étudiées.

Cette approche pour l'analyse de la vulnérabilité et du risque sismique est appliquée à un bâtiment particulier de la ville de Viège (Valais) dans lequel des enregistrements de vibrations ambiantes ont été réalisés.

1 Bâtiment d'étude

Pour illustrer l'approche suivie, l'étude du tribunal de Viège (maison Burgener) est détaillée dans cet article. Il s'agit d'une maison bourgeoise en pierres naturelles de la vieille ville de Viège construite en 1699 pour la famille Burgener (fig. 1 et 2). Le choix de ce bâtiment est motivé par la difficulté à traiter les structures en pierre naturelle en génie parasismique. Dans les calculs sismiques, des hypothèses restrictives sont faites y compris pour l'analyse dans le domaine élastique, alors que dans la méthode proposée ici, le domaine élastique est déterminé expérimentalement et les hypothèses n'interviennent qu'à partir de l'endommagement de la structure. Malheureusement, on ne dispose pas de données expérimentales en laboratoire sur l'évolution des paramètres modaux des bâtiments en maçonnerie de pierre. Ce bâtiment est particulièrement intéressant car il a été endommagé par le "grand tremblement de terre de Viège" du 25 juillet 1855 estimé à une intensité de VIII à Viège (Fritsche et al., 2006). Son clocheton se serait effondré et n'a été reconstruit qu'en 1985-86 lors d'une restauration de l'édifice. A l'époque de la restauration, l'aspect parasismique ne faisait pas encore partie des préoccupations, même en Valais.

Ce bâtiment R+3, dont un étage de combles non aménagés, dispose d'une cave voûtée qui se situe au rez-de-chaussée en arrière du bâtiment à cause de la forte pente. La cage d'escalier est aménagée dans une tourelle dont les planchers se situent en quinconce par rapport aux planchers du bâtiments et le surélève de deux étages et demi. Cette surélévation a été réalisée en blocs de ciment creux avec un mortier actuel. Cette irrégularité structurale augmente a priori la vulnérabilité du bâtiment. La qualité de la maçonnerie de pierre est cachée par un enduit mais la date de construction implique un mortier de mauvaise qualité et la présence même de l'enduit sous-tend que la maçonnerie n'est pas de qualité exceptionnelle, même si le chaînage est souligné aux angles par des pierres taillées dans une gravure de 1935 (SIA, 1935). On note la présence de tirants métalliques, en particulier au niveau des arcades, sans

doute installés après le séisme. Les planchers des couloirs et des arcades sont réalisés en voûtes maçonneries ce qui doit rigidifier notablement l'ensemble, les planchers des pièces étant réalisés à l'aide de poutres en bois (fig. 2). La toiture est composée de deux pans principaux avec deux pans rabattus sur les murs pignons ce qui limite un peu l'irrégularité de l'élévation des murs.

Ce bâtiment est fondé au rocher, donc avec une fondation rigide (pas d'interaction avec le sol), mais dans une pente forte ce qui est un facteur de vulnérabilité.



Figure 1 : La maison Burgener (actuel tribunal) à Viège (Valais)

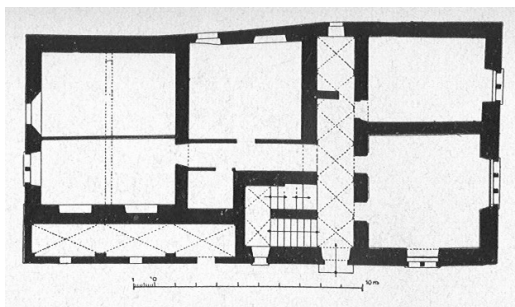


Figure 2 : Plan du premier étage de la maison Burgener (SIA, 1935)

2 Analyse sous vibrations ambiantes

2.1 Vibrations ambiantes dans les structures

Les structures de génie civil sont en oscillation permanente à cause du vent, des sources de vibrations internes (piétons, machines...) et surtout du bruit de fond sismique affectant le sol. Les deux premières sources sont à éviter pour les analyses qui nous intéressent, d'une part car elles ne sollicitent pas les structures par le sol comme un séisme, et d'autre part car leur sollicitation n'est pas stationnaire et agit à des fréquences peu intéressantes pour le génie parasismique. Le bruit de fond sismique est produit par des sources naturelles (océans, atmosphère...) pour les basses fréquences (<1 Hz) et par des sources anthropiques (trafic automobile, industries...) pour les hautes fréquences (>1 Hz). Pour l'analyse modale sous vibrations ambiantes ("output only"), on doit supposer que ces vibrations constituent un "bruit blanc" c'est à dire avec un spectre plat dans la bande de fréquence

correspondant aux bâtiments (1 à 10 Hz).

2.2 Enregistrements

Pour l'analyse de ce bâtiment, 7 stations sismologiques du Service Sismologique Suisse (SED) composées d'un numériseur Quanterra Q330 relié à un ou deux sismomètres Lennartz 3D 5 s ont été utilisés. La synchronisation des stations est effectuée à l'aide du signal GPS pour lequel des antennes ont dû être déployées par les fenêtres. 30 minutes d'enregistrements à 200 Hz ont été conservées. Les conditions d'enregistrements étaient idéales du fait du faible nombre de personnes dans le bâtiment (vacances) et des bonnes conditions météorologiques.

Les enregistrements ont été effectués en 10 points de la structure simultanément et un point en champ libre, devant l'entrée, de manière à estimer les fréquences de résonance, amortissements modaux et déformées modales, voire à quantifier l'interaction sol-structure. Les points d'enregistrements sont situés dans la cage d'escalier à différents étages ainsi qu'à certaines extrémités de la structure pour estimer la torsion, bien que certains étages étaient inaccessibles à cause des congés.

2.3 Analyse modale

Ces enregistrements simultanés ont été traités à l'aide de la Frequency Domain Decomposition method (FDD) (Brincker et al., 2001a). Bien que relativement simple, cette méthode permet une réelle décomposition des modes du bâtiment, même lorsqu'ils sont proches. Il s'agit de réaliser une décomposition en valeurs singulières des matrices de densité spectrale (DSP, c.-à-d. des transformées de Fourier des corrélations entre tous les signaux) de manière à extraire les modes ayant le plus d'énergie à chaque fréquence. Les matrices de DSP sont obtenues par la moyenne de spectres sur des fenêtres de signaux (8192 points soit 42 s, ici) qui se chevauchent (50% ici). Les pics dans les premières valeurs singulières donnent les modes de la structure dont la déformée est le vecteur singulier correspondant. Le spectre FDD pour le bâtiment étudié est de bonne qualité bien que de nombreux pics très fins (sans amortissement) sans doute dus à l'activité industrielle gênent la lecture des modes structuraux (fig. 3).

La "cloche" correspondant à un mode peut être extraite du spectre de manière à estimer l'amortissement et une valeur plus précise de la fréquence de résonance (Brincker et al., 2001b).

En plus de l'analyse modale, des calculs géométriques sur les déformées modales obtenues ont été réalisés pour quantifier la part de torsion et d'interaction sol-structure pour chaque mode. Le bâtiment est modélisé par un système 1D à trois degrés de liberté par étage (déplacement en X et Y et rotation par rapport au centre du bâtiment). La proportion de chacune de ces composantes pour le point le plus excentré du bâtiment au dernier étage permet d'estimer si le mode est fortement couplé ou non. Par ailleurs, le déplacement relatif de la fondation est estimé par la différence entre le capteur en champ libre et le capteur au rez-de-chaussée dans chaque déformée modale.

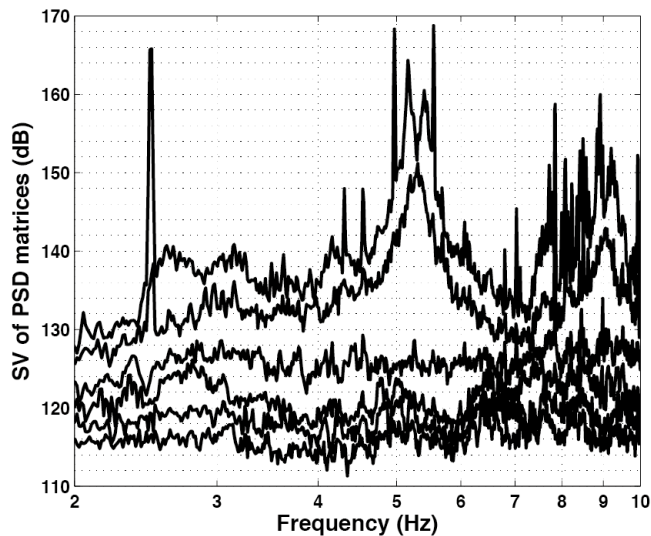


Figure 3 : Spectre FDD des enregistrements dans la maison Burgener

Les premiers modes structuraux sont respectivement les premiers modes de flexion longitudinale et transversale à 5.16 ± 0.02 Hz et 5.41 ± 0.02 Hz (fig. 4). Leurs déformées montrent que le clocheton est soumis à de large déplacements (fig. 5). Ces deux modes ne sont pas couplés à de la torsion. Leur amortissement est estimé à 0.8% et 1.3%, respectivement, ce qui est extrêmement faible. Cela pourrait être dû à l'élancement du clocheton et pourrait ne pas être représentatif du bâtiment dans sa globalité. Le déplacement relatif de la fondation pour ces modes est estimé à zéro (moins de 1% du mouvement au sommet).

Les seconds modes de flexion apparaissent à 8.9 ± 0.1 Hz et 9.2 ± 0.1 Hz (fig. 4). Leur décomposition ne s'effectue pas parallèlement aux directions principales de la structure (fig. 5). Le premier est plutôt transversal (2/3-1/3) et le second plutôt longitudinal. Le déplacement relatif de la fondation est toujours négligeable. On peut noter que les rapports entre les secondes et les premières fréquences propres valent 1.6 à 1.8 ce qui n'est pas compatible avec des modèles de poutres simples qui donnent théoriquement des valeurs entre 3 (cisaillement) et 6.3 (flexion). Ces modèles de poutres qui s'appliquent bien aux bâtiments réguliers en béton armé ne sont donc pas adaptés à ce type de bâtiments irréguliers en maçonnerie de pierre naturelle.

Par ailleurs, un mode plus exotique est présent à 18 ± 1 Hz : le premier mode vertical de la structure, c.-à-d. un mode de "respiration" des murs en maçonnerie.

Mode	Fréquence (Hz)
Transversal 1	5.41 ± 0.02
Longitudinal 1	5.16 ± 0.02
Transversal 2	8.9 ± 0.1
Longitudinal 2	9.2 ± 0.1
Vertical 1	18 ± 1

Figure 4 : Modes structuraux de la maison Burgener

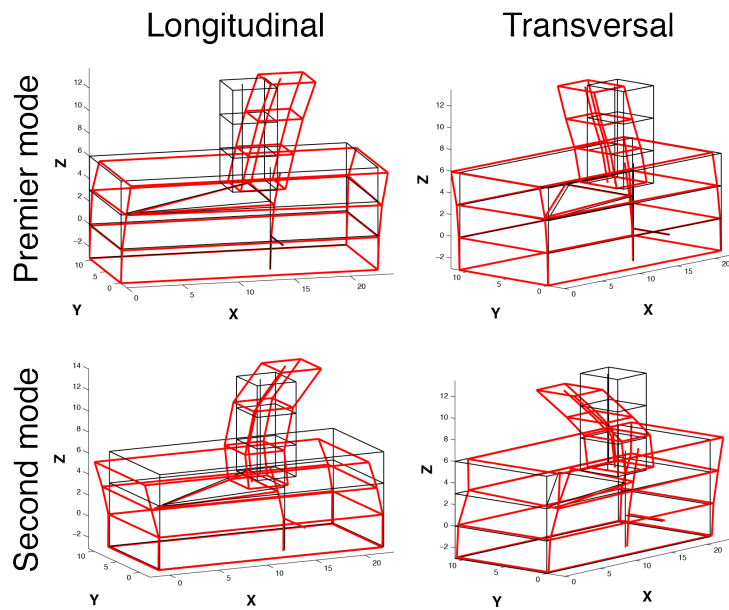


Figure 5 : Déformées modales de la maison Burgener

3 Modélisation simplifiée

3.1 Mouvements faibles

L'intérêt des enregistrements de vibrations ambiantes est d'avoir accès aux paramètres qui régissent le comportement dynamique des structures sans passer par l'estimation des rigidités qui nécessiterait de nombreuses hypothèses invérifiables dans le cas de ce bâtiment ancien. La modélisation de la structure est néanmoins nécessaire pour estimer sa réponse à une sollicitation dynamique. Le modèle choisi est un système 1D avec trois degrés de liberté par étage. La masse des étages du clocheton est estimée à 7% de la masse des autres étages relativement à leur surface. Cette hypothèse est la seule nécessaire pour pouvoir estimer la réponse linéaire de ce modèle, compte tenu du fait que l'on dispose des fréquences et des déformées modales. La connaissance de l'amortissement restant limité, la valeur standard de 5% a été utilisée ici. Cette réponse à une sollicitation connue est donnée par la somme de la réponse de chaque mode, elle-même calculée à l'aide de l'intégrale de Duhamel.

3.2 Lien vers les mouvements forts

Cependant, il a été montré que lorsque l'amplitude de la sollicitation augmentait, la mise en fonctionnement élastique de fissures puis la création de nouvelles fissures (endommagement) engendrait une baisse de la rigidité apparente donc des fréquences de résonance (Dunand et al., 2006; Calvi et al., 2006). A moins d'un endommagement très avancé, les déformées modales, au contraire, changent peu. L'amortissement, quant à lui, n'est pas bien compris et ses variations ne sont pas expliquées. Il sera donc choisi constant dans cette étude.

Pour quantifier la chute de fréquence avec l'amplitude de sollicitation, des essais

pseudo-dynamiques en laboratoire ont été analysés (Michel et al., 2011). Ils ont montré que cette approche était pertinente quel que soit l'état d'endommagement initial et ont permis de donner des modèles de chute de fréquence en fonction de l'amplitude pour deux types de brique. Il est clair que le modèle brique de terre cuite n'est pas adapté à la pierre naturelle mais il s'agit du seul à disposition.

Cette approche chute de fréquence permet de faire le lien entre mouvements faibles et mouvements forts et ainsi d'utiliser les enregistrements de vibrations ambiantes pour des applications au génie parasismique. Une bonne connaissance des fréquences de résonance permet de mieux connaître la demande sismique, très dépendante de la fréquence, et donc des amplitudes auxquelles doit résister la structure.

Des limites en déformation inter-étage, paramètre de sortie naturelle du modèle, ont été extraites de la littérature pour déterminer l'état de dommage atteint par la structure. Le degré 1 EMS (Grünthal et al., 2001) est atteint pour une déformation inter-étage maximale de 0.05%, le degré 2 EMS pour une déformation de 0.1% et le degré 3 (dommages sévères) pour une déformation de 0.3%. Les degrés de dégâts plus avancés (4 et 5) sont liés à la ruine d'éléments qui n'est pas modélisée par le modèle proposé, ils ne sont donc pas déterminés.

4 Vulnérabilité et risque

Compte tenu des incertitudes inhérentes à toute évaluation de la vulnérabilité du bâti existant, une vision probabiliste des résultats est nécessaire. C'est ce que permet le formalisme des courbes de fragilité, proposé notamment par la méthode américaine HAZUS (FEMA, 1999). Pour une sollicitation donnée, estimée à l'aide d'un paramètre reproduisant au mieux sa nocivité, on obtient la probabilité de se trouver dans un état de dommage ou un autre. Cette approche est pertinente aussi bien à l'échelle d'un bâtiment donné que pour un type de bâtiment. L'un des paramètres représentant le mieux la demande sismique est le spectre de réponse en déplacement de la sollicitation à la fréquence et pour l'amortissement du premier mode de la structure considérée. Pour améliorer encore l'estimation de cette demande sismique, il a été choisi d'utiliser le spectre de réponse en déplacement à la fréquence de la structure pour un état de dommage donné. En effet, comme expliqué au paragraphe 3.2, la fréquence propre diminue lorsque l'endommagement augmente ce qui va modifier la demande de manière significative. Ce raffinement de la prise en compte de la demande sismique impose donc une étape supplémentaire entre l'aléa et les courbes de fragilité.

Les courbes de fragilité sont modélisées par des fonctions de répartition de loi log-normale définies par 2 paramètres : une valeur médiane qui correspond à la valeur la plus probable de sollicitation pour laquelle le niveau de dommage considéré est atteint, c.-à-d. le résultat d'un calcul déterministe, et un écart-type log-normal qui va intégrer toutes les incertitudes liées au calcul. Ces dernières se décomposent en la qualité du paramètre choisi pour représenter la demande sismique, l'incertitude sur le modèle et l'incertitude sur les limites d'endommagement choisies.

Pour estimer ces courbes de fragilité, les réponses à 164 enregistrements sélectionnés dans la base de données européenne (Ambraseys et al., 2002) ont été calculées. Cette

sélection inclut 56 séismes différents de magnitude 5.0 à 7.6 situés de 2 à 195 km avec des accélérations maximales de 0.61 à 7.85 m/s² (Lestuzzi et al., 2007). Les probabilités d'endommagement à ces 164 sollicitations groupées en classes de même déplacements spectraux donnent la valeur médiane et l'écart-type lié à la qualité du paramètre "déplacement spectral à la fréquence de la structure au niveau d'endommagement considéré". L'incertitude sur le modèle n'a pas été prise en compte, en revanche, l'incertitude sur les limites d'endommagement a été considérée. Cette incertitude étant indépendante de la première, les variances s'ajoutent. Un écart type log-normal de 0.35, 0.5 et 0.6 respectivement pour les niveaux de dommage 1, 2 et 3 a été choisi. 0.35 correspond à une distribution comprise à 95% entre la moitié et le double de la valeur médiane. L'écart-type observé pour les limites de déplacement ultime de différents essais de murs en maçonnerie est de 0.64 ce qui a conduit aux autres valeurs choisies.

Pour le bâtiment étudié, outre le modèle décrit, un modèle sans le clocheton a été calculé en supposant qu'en dehors de la géométrie, les autres paramètres restaient identiques. Les courbes de vulnérabilité correspondant à ces deux cas sont présentées à la fig. 6. Malheureusement, compte tenu du paramètre choisi pour représenter la demande sismique, il n'est pas possible de comparer directement des courbes de fragilité entre elles car ce paramètre n'est pas identique pour deux bâtiments différents. Il faut donc comparer le risque encouru et non la vulnérabilité. Un microzonage spectral de la région de Viège a été calculé et donne l'accélération et le déplacement spectral à chaque fréquence pour un scénario de période de retour de 475 ans, c.-à-d. qui a 10% de de probabilité de dépassement en 50 ans (Crealp, 2005). Le scénario "au rocher", où est réellement fondé le bâtiment, et le scénario "vallée du Rhône" ont été comparés (fig. 7). Le clocheton augmente donc bien la probabilité d'endommagement de la structure, mais seulement sur les degrés de dommages avancés. En outre, ce scénario a été intégré sur la durée de vie du bâtiment (300 ans) pour estimer quelle était sa probabilité de s'endommager comme ça a été le cas en 1855 (fig. 8). On trouve que le bâtiment avait une probabilité assez faible de souffrir de dommages supérieurs à 3 (15%) alors qu'il effectivement subi des dommages de degré 4. Ce résultat n'est pas incohérent bien qu'un peu surprenant. Cependant, la plus grande part des incertitudes dans ce calcul est liée à l'aléa et il ne saurait valider ou invalider l'estimation de la vulnérabilité.

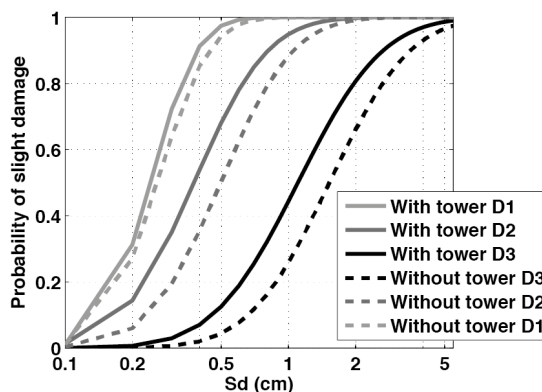


Figure 6 : Courbes de fragilité pour les dommages 1 à 3 de la maison Burgener

Scénario	P(D1) - %	P(D2) - %	P(D3) - %
avec clocheton	80	60	25
sans clocheton	80	45	10

Figure 7 : Probabilité de dommage lié au scénario ayant une probabilité de 10% en 50 ans

Sur la durée de vie	P(D1) - %	P(D2) - %	P(D3) - %
avec clocheton	45	30	15
sans clocheton	45	25	5

Figure 8 : Probabilité de dommage sur la durée de vie du bâtiment (300 ans)

5 Conclusions

Cet article a montré une approche nouvelle de l'étude de la vulnérabilité du bâti existant, utilisant les enregistrements in situ de vibrations ambiantes pour mieux caractériser la réponse des structures à une sollicitation sismique. Cette approche a une pertinence particulière pour le bâti en maçonnerie pour lequel il est difficile de réaliser une modélisation réaliste. Elle a été appliquée à des bâtiments pour lesquels une modélisation simple est envisageable, mais son intérêt pourrait donc s'étendre aux monuments historiques dont notre connaissance de la dynamique est limitée. L'accent a été mis sur une meilleure estimation de la demande sismique qui conditionne particulièrement les premiers niveaux de dommages. Comme ils ne posent pas de problème pour la sécurité des personnes, ils ne sont généralement pas étudiés précisément. Or pour des pays à sismicité modérés comme la France et la Suisse, ces niveaux de dommage constituent la plus grande partie des dégâts attendus et doivent donc être correctement estimés. Ces travaux ont donc vocation à être étendus à une échelle plus vaste, celle de la ville, dans laquelle chaque bâtiment est classé dans une typologie. On calculera alors un jeu de courbes par type de bâtiment de manière à estimer les dégâts attendus.

Bibliographie

Ambraseys et al., 2002

Nicolas Ambraseys Patrick Smit Ragnar Sigbjornsson Peter Suhadolc Vasilios Margaris, Internet site for European strong-motion data, European Commission - Research Directorate General - Environment and Climate Program, 2002.

Brincker et al., 2001a

Rune Brincker Lingmi Zhang Palle Andersen, Modal identification of output only systems using Frequency Domain Decomposition, Smart Materials and Structures, vol. 10, 2001, p. 441–445.

Brincker et al., 2001b

Rune Brincker Carlos Ventura Palle Andersen, Damping estimation by Frequency

Domain Decomposition, in 19th International Modal Analysis Conference (IMAC), Kissimmee Florida, 2001, p. 698–703.

Calvi et al., 2006

Gian-Michele Calvi Rui Pinho Helen Crowley, State-of-the-knowledge on the period elongation of RC buildings during strong ground shaking, in 1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Geneva Switzerland, 2006, paper 1535.

Crealp, 2005

Crealp (Research center on alpine environment), Cartographie des sols de fondation selon classification de la norme SIA261. Microzonage spectral Brig-Visp, www.crealp.ch, 2005.

Dunand et al., 2006

François Dunand Philippe Guéguen Pierre-Yves Bard Janise Rodgers Mehmet Celebi, Comparison of the dynamic parameters extracted from weak moderate and strong building motion, in 1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Geneva Switzerland, 2006, paper 1021.

Fritsche et al., 2006

Stephan Fritsche Donat Fäh Monika Gisler Domenico Giardini, Reconstructing the damage field of the 1855 earthquake in Switzerland: historical investigations on a well-documented event, *Geophysical Journal International*, vol. 166, 2006, p.719–731.

Grünthal et al., 2001

Gottfried Grünthal (sous la direction de), L'Echelle Macrosismique Européenne, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, vol. 19, 2001, 103 p.

FEMA, 1999

FEMA. HAZUS Earthquake loss estimation methodology, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1999.

Lestuzzi et al., 2007

Pierino Lestuzzi Youssef Belmouden Martin Trueb, Non-linear seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 5, 2007, p. 549-569.

Michel et al., 2011

Clotaire Michel Beatriz Zapico Pierino Lestuzzi Fransisco Molina Felix Weber, Quantification of fundamental frequency drop for unreinforced masonry buildings from dynamic tests, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(11), 1283-1296, 2011.

SIA, 1935

SIA (Société suisse des Ingénieurs et des Architectes), Le Canton du Valais, La Maison Bourgeoise en Suisse, Zürich, vol. 27, 1935.

Remerciements

Ces travaux ont été réalisés dans le cadre d'un financement de la fondation des Etablissements Cantonaux d'Assurance et du projet COGEAR du CCES.